



HEC-RAS 模型在分汊河道设计最低通航水位推求中的应用

杨 雯，陈婷婷，孙利敏

(四川省交通勘察设计研究院有限公司，四川 成都 610017)

摘要：HEC-RAS 一维数学模型可用于恒定流和非恒定流计算，常被应用于降雨径流、河流水动力、洪水过程分析等领域。以岷江航道(乐山段)灾后重建为例，根据河道实测地形，实测分流比以及实测水边线，采用 HEC-RAS 模型对该段河道水面线进行率定与分析计算，研究 HEC-RAS 模型在分汊河段设计最低通航水位推求中的适用性。结果表明：HEC-RAS 模型在研究区率定结果良好，有较好的适用性，且能为分汊河道的航道整治提供经济有效的技术支撑。

关键词：分汊河道；灾后重建；航道整治；HEC-RAS 模型

中图分类号：U 617

文献标志码：A

文章编号：1002-4972(2023)S1-0091-04

Application of HEC-RAS model in calculating design lowest navigable water level of braided rivers

YANG Wen, CHEN Ting-ting, SUN Li-min

(Sichuan Communication Surveying & Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610017, China)

Abstract: HEC-RAS one-dimensional mathematic model can be applied to the calculation of constant flow and unsteady flow. It is often used in the fields of rainfall runoff analysis, river hydrodynamic, flood process analysis and so on. Taking the post disaster reconstruction of the Minjiang river channel(Leshan section) as an example, we use HEC-RAS model calibrate to analyze and calculate the water surface line of this section according to the measured terrain, measured diversion ratio and measured water boundary line of the river channel, and study the applicability of HEC-RAS model in the calculation of the design minimum navigable water level of the braided river section. The results show that the HEC-RAS model has good calibration results in the study area, has good applicability, and can provide economic and effective technical support for channel regulation of braided rivers.

Keywords: braided river; post disaster reconstruction; waterway regulation; HEC-RAS model

近年来，夏季强降暴雨接连来袭，四川多地遭遇暴雨“车轮战”，汛情严峻。2020 年 8 月 18 日，四川自有记录以来首次启动 I 级防汛应急响应，截至 8 月 22 日暴雨导致的洪涝灾害已造成全省 19 个市(州)、150 个县(市、区)、451.9 万人受灾；岷江大件航道、全省便民渡口码头等水路基础设施受损严重程度、涉及范围历史罕见。四川

多为山区河流，分汊河流是山区河流中常见的一种河型^[1-2]。岷江流域地形变化十分复杂，根据自然地理和河道特征划分，都江堰以上为上游，都江堰—乐山为中游，乐山—宜宾 162 km 为岷江下游。下游段为丘陵地形，天然落差 97 m，河道平均比降 0.8‰，起自乐山市城东大渡河入汇处，河床较乐山以上河床显著增宽，汊流滩险明显增多。

因此本文以岷江航道(乐山段)灾后重建为例,采用HEC-RAS软件对分汊型河道在重建前后的最低通航水位进行分析计算,为确定整治方案提供有效的技术支撑。

1 研究区域概况

1.1 河流概况

岷江是长江上游的一级支流，位于四川盆地腹部区西部边缘，地理位置介于 $99^{\circ}42' E$ — $104^{\circ}40' E$ 、 $28^{\circ}20' N$ — $33^{\circ}38' N$ ，发源于四川与甘肃接壤的岷山南麓，干流自北向南流经茂县、汶川至都江堰市，由都江堰分水为内、外二江，穿成都平原后在彭山汇合，继续南流，经青神至乐山乌尤寺右岸纳入大渡河、青衣江，转向东南流，经犍为、过宜宾，在宜宾城下汇入长江。干流全长 735 km，流域面积 13.58 万 km^2 ，天然落差 3 560 m，平均比降 4.84‰。根据自然地理和河道特征划分，都江堰以上为上游，都江堰—乐山为中游，乐山以下为下游。

1.2 航道现状

20世纪60、70年代，岷江经历了3次较大规模整治，航道等级由Ⅵ级提高到Ⅴ级，航行条件有了明显改善。1981年8月，岷江出现罕见特大洪水，河段内有26座整治建筑物遭到不同程度的水毁，使其失去导流、束水冲淤等功能，致使航槽易位、滩险淤积、流态变坏，航道条件恶化。为了满足大件运输的要求，1986—1991年间由交通部和四川省共同投资对该航段进行了扩建，1996—2001年又完成了续建工程，扩建后航道达到Ⅳ级标准，多年历时保证率95%和70%时的航道尺度分别达到 $1.5\text{ m}\times45\text{ m}\times500\text{ m}$ (水深 \times 直线段宽度 \times 弯曲半径)和 $1.8\text{ m}\times50\text{ m}\times750\text{ m}$ ，通行500和750吨级自航机驳。2001年至今，岷江乐山—宜宾合江门航段部分滩险进行了针对性的维护性整治工程或专项航道养护工程，航道维护尺度为多年历时保证率95%的航道尺度 $1.5\text{ m}\times45\text{ m}\times500\text{ m}$ 。

1.3 工程概况

本文选择岷江航道(乐山段)典型的分汊河段为研究区域,下起碓窝滩分流口下游,上至新槽口滩分流口上游,该段共有4处分汊,全程15.6 km,主要涉及新槽口、马鞍山、王坝子、萝卜寺、碓窝滩5个水毁严重的碍航滩险。

为保持航槽的稳定，分别在新槽口滩、马鞍山滩—王坝子滩—萝卜寺滩、碓窝滩布置整治工程，分别修复了新槽口水毁顺坝、马鞍山水毁锁坝以及碓窝滩水毁顺坝。研究区域见图1。因此须计算分析该段整治前后设计最低通航水位，以确定最佳整治方案。



图1 新槽口—马鞍山—王坝子—碓窝滩段

2 研究方法

工程水文中心河道水力计算程序(hydrologic engineering center-river analysis system, HEC-RAS)是由美国陆军工程兵团(USACE)工程水文中心研发的一种多用途、在多用户网络环境中交互使用的河流分析系统^[3]，它可以进行恒定流和非恒定流计算，也可进行涉水建筑物计算，如桥梁、溢流坝、堤防等，还可定义死水区、堤线等。HEC-RAS软件包含了4个水动力模块：恒定流水面线计算、非恒定流数值模拟、泥沙输移模拟以及扩散数值模拟^[4]。目前推求水面线的方法较多，在推算山区天然河道水面线时，如果水位对工程影响较大，采用HEC-RAS进行推算比较适宜^[5]。

对岷江航道(乐山段)的水面线推求选用恒定流计算模式, 基于一维能量方程, 形式为:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

式中: Y_1 、 Y_2 分别为上、下游断面水深; Z_1 、 Z_2 分别为上、下游断面河底高程; v_1 、 v_2 分别为上、下游断面平均流速(总流量/总过流面积); α_1 、 α_2 分别为上、下游断面速度加权系数; h_e 为能量水头损失。

3 计算条件

3.1 设计最低通航水位流量计算

通过分析基本水文站资料, 根据岷江(龙溪口

枢纽—宜宾合江门)航道整治一期工程, 高场水文站段采用上游来流 $900 \text{ m}^3/\text{s}$ ^[6], 对应五通桥水文站段采用上游来流 $803 \text{ m}^3/\text{s}$, 计算工程河段各水尺断面设计最低通航水位。在工程河段共设置 10 组水尺进行水位逐时观测, 观测时间为 7 d (2020-12-11—2020-12-18), 并同时布设 21 个测流断面, 工程河段水尺分布与测流断面见图 1。

3.2 河道流量测量

新槽口—马鞍山—王坝子—碓窝滩滩段河道情况复杂, 存在 4 次分汊, 各分汊河段分流比实测情况见表 1。

表 1 研究河段测流结果

滩段名称	水尺号	流量/($\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$)	位置	分流比/%	相关断面
新槽口滩段	3	984	新槽口滩大渡河主流	67	CS73
	-	861	新槽口滩左汊主流	87	CS68
	-	737	新槽口滩左顺坝中段主槽	75	CS64
	-	672	新槽口滩左顺坝下游主槽	68	CS60
	-	323	汇流口以上岷江主流	22	-
	1	1 475	乌尤寺汇流口以下岷江主流	-	CS50
马鞍山滩段	4	1 527	马鞍山分流口以上主流	-	CS43
	-	911	马鞍山滩段右汊	60	-
	5	601	马鞍山滩段左汊主槽	40	CS35
	-	427	萝卜寺滩段左汊出口附近主航槽	28	CS23
	-	1 420	萝卜寺滩段出口	93	CS16
	6	1 525	碓窝滩分流口以上主流	-	CS13
碓窝滩滩段	7	703	碓窝滩长顺坝中段主流	46	CS5
	8	1 540	碓窝滩分流口以下主流	-	CS1

3.3 起算断面水位-流量关系确定

水面线计算将起算断面布设在碓窝滩分流口以下主流上, 设为 CS1 断面。CS1 断面处布设有水尺 8, 该断面距乌尤寺水位站 10.6 km。根据资料测量情况 CS1 断面起算水位、流量根据乌尤寺站水位和实测水边线比降推求得到。CS1 断面的设计流量为 $803 \text{ m}^3/\text{s}$, 对应水位为 342.43 m。

3.4 计算范围及河道断面布置

采用 73 个实测河道横断面, 控制河道范围(由下游往上游)CS1~CS73, 计算河道长度 15.6 km。

3.5 河道糙率值率定

有 12 个测流断面, 测量流量及相应水位。因此, 整治河段糙率 n 值根据 12 个测流断面实测数据率定得到 n 取值范围为 0.032~0.048, 见图 2 和表 2。

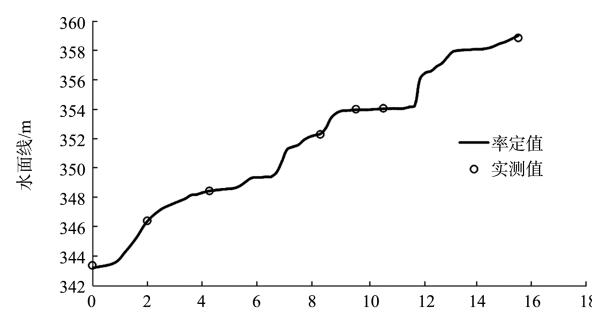


图 2 模型率定成果

新槽口—马鞍山—王坝子—碓窝滩滩段沿程

表 2 整治河段水面线计算参数及结果

河流	断面	里程/km	是否分汊(分流)	n 值	模型参数率定成果		
					实测流量/($m^3 \cdot s^{-1}$)	实测水位/m	模型计算水位/m
大渡河	CS73	15.53	否	0.048	984	358.88	359.03
大渡河	CS68	13.95	是(左汊)	0.035	861	357.44	358.10
大渡河	CS64	13.15	是(左汊)	0.035	737	357.30	357.94
大渡河	CS60	12.35	是(左汊)	0.048	672	356.19	356.61
岷江	CS50	10.61	否	0.032	1 475	354.03	354.04
岷江	CS43	9.61	否	0.032	1 527	354.02	353.97
岷江	CS35	8.31	是(左汊)	0.032	601	352.30	352.33
岷江	CS23	6.16	是(右汊)	0.032	427	349.44	349.37
岷江	CS16	4.91	是(右汊)	0.032	1 420	348.45	348.58
岷江	CS13	4.27	是(右汊)	0.038	1 520	348.45	348.44
岷江	CS5	2.00	是(左汊)	0.040	703	346.41	346.36
岷江	CS1	0	是(右汊)	0.040	1 540	343.37	343.37

河流	补坝前		补坝后		补坝与不补坝水位差/m	水尺号	滩段名称
	流量/ $(m^3 \cdot s^{-1})$	模型计算水位/m	流量/ $(m^3 \cdot s^{-1})$	模型计算水位/m			
大渡河	738	358.38	738	358.38	0	3	新槽口
大渡河	646	357.35	646	357.35	0	-	新槽口
大渡河	646	357.22	646	357.22	0	-	新槽口
大渡河	646	356.04	646	356.04	0	-	新槽口
岷江	803	353.45	803	354.25	0.80	1(乌尤寺)	马鞍山
岷江	803	353.41	803	354.23	0.82	4	马鞍山
岷江	324	351.61	803	352.72	1.11	5	王坝子
岷江	230	348.28	703	348.72	0.44	-	王坝子
岷江	701	347.41	701	348.32	0.91	-	王坝子
岷江	701	347.28	701	348.28	1.00	6	碓窝滩
岷江	323	345.57	701	346.36	0.79	7	碓窝滩
岷江	701	342.43	701	342.43	0	8	碓窝滩

3.6 工况设置

本段航道整治主要采取对马鞍山滩被冲毁锁坝以及碓窝滩被冲毁顺坝进行恢复重建的方式。设计最低通航水位计算设补坝前(现状河道)和补坝后(恢复锁坝和顺坝功能情况河道)两种工况。由于断面布设较多,仅列出部分典型断面结果。设计流量下工程实施前后沿程水位、水深对比结果见表 2 和图 3。

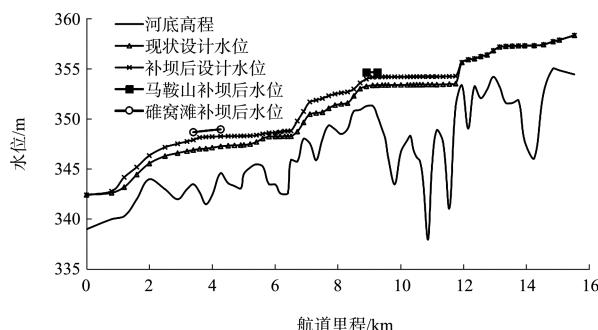


图 3 设计流量下工程实施前后沿程水位

4 结果分析

1) 根据图 2 可看出, 率定水面线与实测水位基本一致, 表明 HEC-RAS 模型在研究区域适用性较好, 能根据河道实际情况率定出适合研究区域分汊河道的糙率参数。

2) 根据表 2 和图 3 可看出, 补坝前, 由于河道分汊分流, 使得主航道流量较小, 流态较差, 水深忽高忽低, 水面线变化不平稳, 水流流速急剧变化。补坝后, 上游来水被集中到主航道汊道, 使得主航道水深加大, 水面线更加平缓, 水深变化平稳。在上游来流量为设计流量 $803 m^3/s$ 时, 补坝后水面上整体升高 $0.44 \sim 1.11 m$, 整治前平均水深 $4.6 m$, 整治后平均水深 $5.3 m$, 水深条件明显变好, 更有利于保证行船安全。